

## S 석회석광산에서의 최종 잔벽사면의 안정성 평가

선우춘, 이윤수\*, 김현우, 이병주

## Stability Assessment on the Final Pit Slope in S Limestone Mine

Woo-Choon Sun, Yun-Su Lee\*, Hyun-woo Kim, Byung-Joo Lee

**Abstract** The slopes of open-pit mine are typically designed without considering the reinforcement and support method due to the economical efficiency. However, the long-term stability of final pit slope is needed in some case, therefore the appropriate measures that can improve the stability are required. In this study, the field survey and laboratory test were carried out in S limestone mine. The stability assessment of final pit slope was performed through the stereographic projection method, SMR, and numerical analysis. And countermeasures for stabilization were proposed. The results of analysis show that full scale of slope failure is not expected but the failures of bench slope scale are likely to occur. In order to increase the stability of bench slope, we suggested the remedial methods as follows: excavating the final pit slope by pre-splitting blasting, placing the wide berm in the intermediate bench slope and installing the horizontal drainage hole in the place of local ground water runoff.

**Key words** Final pit slope, GSI, SMR, Slope stability, Factor of safety

**초 록** 노천광산사면은 일반적으로 경제성 문제로 지보대책을 고려하지 않고 설계된다. 그러나 최종 잔벽사면은 장기적인 안정성이 필요하므로 경우에 따라서는 안정성을 높일 수 있는 적절한 대책이 필요하다. 본 연구를 위해 S 석회석 광산의 지질 및 불연속면 조사, 암반평가, 강도시험 등 현장조사를 수행하였다. 그리고 최종 잔벽사면에 대해 평사투영, SMR, 수치해석을 통한 안정성 평가를 실시하고, 최종 잔벽사면의 처리방안을 제안하였다. 해석결과, 사면 전체규모에서 파괴는 예상되지 않지만, 벤치규모의 사면파괴는 발생할 가능성이 있다. 최종 잔벽사면은 프리스플리팅 발파로 정리하고, 중간 소단에 폭이 넓은 berm을 설치하거나 국부적으로 지하수 유출이 있는 곳에는 수평배수공 등을 시공하여 벤치사면의 안정성을 높일 수 있을 것이다.

**핵심어** 최종잔벽사면, GSI, SMR, 사면안정, 안전율

## 1. 서 론

노천광산에서 일반적으로 잔벽사면 설계 시 일반 도로사면이나 철도사면과는 달리 경제성 문제로 지보대책을 고려하지 않고 굴착이 이루어진다. 채광중인 사면의 경우는 계속적으로 굴착이 이루어지기 때문에 임시 사면으로서 짧은 기간만 안정성이 확보되면 되지만, 최

종사면은 암반 내 각종 지질적인 요소, 사면의 기하학적 형상, 지하수 및 발파 등에 의한 영향 등으로 인해 경우에 따라 적절한 지보나 보강 등 안정성을 높일 수 있는 대책이 필요하다. 2012년 강원도의 한 석회석 광산에서 대규모의 사면파괴로 인한 인사 및 장비 사고의 발생으로 광산 사면의 안정성에 대한 관심이 높아 가고 있다. Lee and Jang(2010)은 유한요소법을 이용하여 석회석 광산에서 폐석사면의 안정성을 평가하고 정용복 외(2007)는 한계평형법을 이용하여 노천석탄광산내 대규모 암반사면의 안정성을 해석하였다. 또한 Sunwoo et al.(2007)는 GIS 기반의 수리학적 모델링을 통하여 대규모 노천광에서 배수처리 및 사면 안정성을 예측하였다.

본 연구는 동해 S 광산의 사면에 대한 현장조사와 여러 사면 안정성 평가기법들을 이용하여 잔벽사면의 안

**Received:** Mar. 8, 2013

**Revised:** Mar. 25, 2013

**Accepted:** Apr. 1, 2013

**\*Corresponding Author:** Yun-Su LEE

(Tel) +82539505354, (Fax) +82539505362

(E-Mail) ikari01@naver.com

Department of Geology, Kyungpook National University,  
80 Daehak-ro buk-gu Daegu 702-701, Korea

정성 평가와 향후 잔벽사면의 처리방안에 대해 설명하고자 한다. 지질 및 불연속면 조사와 암반평가와 강도 시험 등 현장조사를 수행한 후 이를 토대로 평가투영, SMR, 수치해석을 통한 안정성 평가를 실시하였다. 사면의 안정성은 안전율을 토대로 판단할 수 있으며, 이론적으로 지반 내 전단응력과 전단강도로 결정되는 안전율이 1.0 이상이면 안전한 것으로 평가한다. 그러나 설계시 사면 안정해석 자료와 강도정수, 하중, 파괴모델 등에서 불확실 요인들을 포함하고 있기 때문에 이러한 불확실 요인에 대한 보정과 지반거동에 대한 충분한 안정성 확보를 위하여 허용 안전율 개념을 도입하여 안정성을 평가하게 된다(Gedney & Weber, 1978, Hansen, 1967, Meyerhof, 1970, NAVFAC, 1971, Priest & Brown, 1983, SAICE, 1989, Sowers, 1979). 본 조사지역의 잔벽 사면은 채광 완료 후 산림복원과 차후 다른 목적으로 사용될 것에 대비해 허용 안전율 1.5를 적용하여 안정성을 평가하였다.

## 2. 현장조사 및 시험

### 2.1 지질 및 지질구조

조사지역은 선캄브리아기의 태백산 편마암복합체를 기저로 하여, 고생대 조선누층군의 장산층, 묘봉층, 풍촌층, 화절층과 이들을 관입한 중생대 백악기의 삼화화강암으로 구성된다. 조사지역의 지질분포를 살펴보면 Fig. 1과 같이 동쪽구역은 조선누층군에 속하는 하부석회암대와 일부 중부백운암대에 해당하는 풍촌층이 분포하며, 그 하부는 묘봉층에 해당하는 사암 및 세일의 호층대가 분포하고 그리고 이 지층들을 관입한 화강암이 서부지역에 분포한다. 조사지역에서 층리가 발달한 지층은 사암과 세일의 호층인 묘봉층과 석회암으로 구성된 풍촌층이다. 묘봉층의 사암과 세일에서는 층리가 잘 발달하나 풍촌층 석회암은 간혹 협재되는 이암이 있을 경우에 층리의 발달이 선명히 관찰된다. 조사구역 층리의 주향은 N25~45W 방향이며 북동으로 경사지며, 층리의 경사각은 화강암의 경계부인 묘봉층에서는 50° 정도의 각을 가지며 동쪽으로 가면서 서서히 낮아져 풍촌층에서는 20° 정도로 완만해진다. 사암 및 세일이 교호하는 묘봉층과 석회암으로 이루어진 풍촌층의 경계부는 뚜렷하게 나타나지 않는 양상을 보여준다. 또한 묘봉층과 화강암의 접촉부에서도 화강암이 묘봉층의 일부를 용융하면서 두 암층간의 경계가 상호 융합되어 불분명하게 나타나 층간의 경계가 불연속면으로 작용하지 않고 있음을 확인할 수 있다(Fig. 2).

조사지역에서는 대규모 단층의 발달은 없으며 북동방

향으로 약 20~50 cm의 폭을 가지는 단층들이 여러 개 발달하며, 이 단층들 안과 주위에 단층방향과 평행하게 염기성 암맥들이 관입하고 있다. 대부분의 단층들은 현재사면과 직교하고 있다(Fig. 1).

노천채광사면에서 잔벽사면의 경사는 광상의 분포에 따라 결정될 수 있다 예를 들어 Fig. 3(a)와 같이 채광

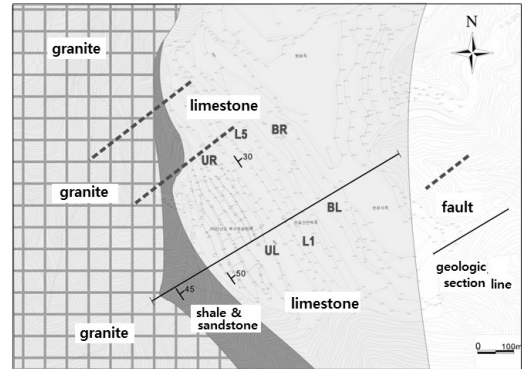
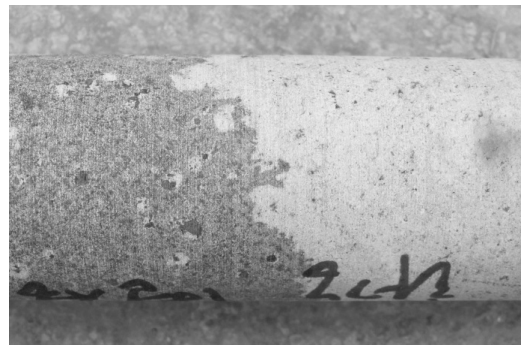


Fig. 1. Geological map of the study area



(a) Boundary between Myobong Formation and Samhwa Granite



(b) Boundary between Myobong Formation and Pungchon Limestone

Fig. 2. The blurry boundaries between rock layers

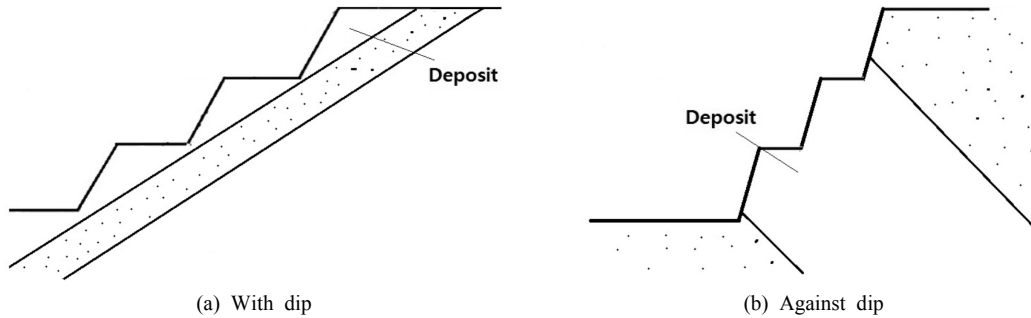


Fig. 3. Effect of deposit strike and dip orientation in final pit slopes

Table 1. Predominant discontinuities set observed in each survey sector

Discontinuity set		Set 1	Set 2	Set 3	Set 4	Remark
Survey area	All	309/89	<b>057/37</b>	090/88	071/74	- dip direction/dip - <b>bold</b> : bedding plane
	Upper	084/84	309/76	109/77	<b>053/38</b>	
	Lower	316/89	070/74	<b>058/38</b>	271/86	
	Bottom	316/90	<b>067/33</b>			
	Left	124/81	089/90	<b>063/39</b>		
	Right	318/79	<b>057/38</b>	070/74	111/65	

대상 광상이 사면의 경사와 평행하고 저각인 경우는 광상에 평행하게 잔벽사면의 경사를 낮추어 설계가 가능하므로 안정성 측면에 있어서 유리하다. 반면에 광상이 사면의 경사와 반대방향인 경우(Fig. 3(b))는 보다 많은 광체채굴을 위해 사면의 경사를 높게 되어 안정성 측면에서도 불리할 수밖에 없다. 본 조사지역은 광상의 분포가 사면의 경사방향과 나란하게 분포하고 있어, 효율성이나 안정성 측면 모두 유리한 조건을 보인다.

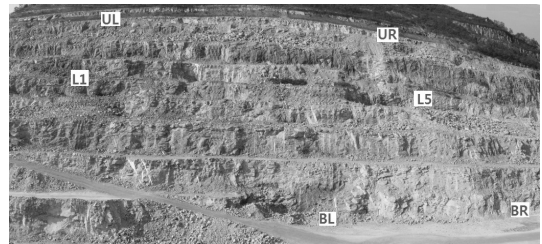


Fig. 4. Survey sector in the current slope

2.2 불연속면 조사

사면에서의 불연속면 조사와 암반평가를 위해 Fig. 4와 같이 사면의 높이가 약 300 m이고 폭이 1,000 m 정도인 현재 사면을 편의상 상부(U), 하부(L) 그리고 바닥부(B)의 3개 레벨로 나누고, 사면을 바라보는 것을 기준으로 좌측(L)에서 우측(R)으로 각 레벨 당 약 5개 구역으로 세분하여 조사를 실시하였다. 불연속면의 조사결과 각 조사구역별로 관찰되는 불연속면 그룹들이 조금씩 차이를 보이지만 대체로 사면과 거의 직교하는 북동-남서방향의 절리(set 1), 남-북방향의 절리(set 3) 그리고 사면과 거의 평행인 북서-남동방향의 저각의 층리(set 2)와 절리(set 4)가 조사되었다(Table 1, Fig. 5). set 2와 set 4의 불연속면군이 사면과 평행하게 분포함으로써 사면의 안정성에 영향을 줄 수 있는 불연속면군

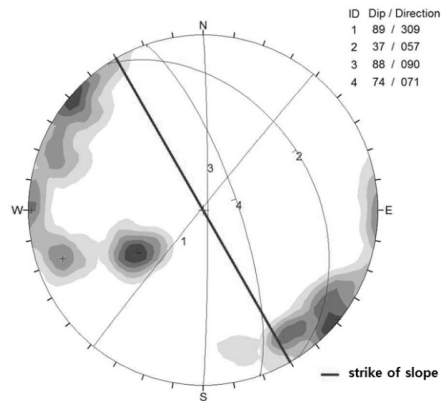


Fig. 5. Orientation distribution of discontinuities in the overall slope

들이다.

레벨간의 불연속면의 분포현황은 큰 차이를 보이지 않지만, 좌측구역과 우측구역 간에는 층리를 제외한 절리의 분포가 우측구역이 좌측구역보다 복잡한 양상을 나타내고 있다. 불연속면의 간격분포는 전체적으로 60~200 cm 정도가 우세하고 지역적으로는 2 m 이상의 간격을 나타냄으로서 ISRM에 의한 간격 등급은 넓은 특성에 해당된다. 그러나 연약대 주변에서는 6~20 cm 정도의 조밀한 간격을 나타내기도 한다. 연속성은 전체적으로 각 벤치에 의해 절단되고 있지만 층리 및 절리 모두 높은 연속성을 나타낸다.

### 2.3 강도시험

암석의 강도는 현장에서 점하중 강도시험과 Schmidt hammer에 의한 시험을 통해 측정하였다. 점하중 강도시험은 3개의 시추공에서 획득한 시추코어와 사면현장에서 조사구역별로 채취한 시료에 대해 실시하였다. 시추코어를 대상으로 한 점하중 강도 값들은 Table 2와 같이 석회석은 약 50 MPa 전후로 보통암의 특성을 나타내고, 묘봉층의 암석들은 약 173 MPa, 그리고 화강

암과 맥석은 약 230 MPa의 강도를 나타내어 경암의 특성을 나타내고 있다. 현지암반에서 채취한 석회암 시료를 대상으로 한 점하중 강도시험에서는 Table 3과 같이 지역별로 큰 편차를 보이지 않고 현지 석회암의 강도가 약 81 MPa 전후로 보통암의 특성을 나타내며, 시추코어의 석회암 강도보다 높은 값을 나타낸다. 현지암반사면의 석회암을 대상으로 한 Schmidt Hammer 강도시험에서는 레벨별로 약간의 차이를 보이지만 평균 112 MPa 전후로 경암의 특성을 나타낸다.

Table 4는 실험실에서 코어를 대상으로 구한 물성으로 석회암의 압축강도가 시추코어나 현지암반에서 측정된 강도보다 높게 나타나고 있으며, 전체적으로 보통암에서 경암의 특성을 나타내고 있다. 화강암은 약 400 MPa로 극경암의 특성을 나타내고 있으며, 묘봉층 또한 145 MPa로 경암의 특성을 나타내고 있다.

### 3. 암반분류

광산 경도 및 채굴적, 사면 등의 안정성 평가와 설계는 주로 암반분류와 같은 경험적 방법과 수치해석에

**Table 2.** Estimated compressive strength by the point load test (boring core)

Rock type	UCS (MPa)	Average (MPa)
Limestone	44.8 ~ 52.5	49.3
Myobong Formation	145.2 ~ 229.1	172.7
Samhwa Grinite	171.6 ~ 294.7	229.6

**Table 3.** Estimated compressive strength by the point load test and Schmidt Hammer

Survey area	Rock type	Point load test		Schmidt Hammer test	
		UCS (MPa)	Average (MPa)	UCS (MPa)	Average (MPa)
Upper	Limestone	76.3	81.4	138	112
Lower	Limestone	80.7		90	
Bottom	Limestone	87.3		109	

**Table 4.** Physical and mechanical properties of rocks

Rock type	Density (g/cm <sup>3</sup> )	Wave velocity (m/sec)		Compressive strength (MPa)	Young's Modulus (GPa)	Poisson's Ratio	Tensile strength (MPa)	Cohesion (MPa)	Friction angle (°)
		S wave	P wave						
Limestone	2.74	2,560	4,870	124	41.5	0.18	7	19	49.0
Myobong Formation	2.75	2,700	5,210	145	42.4	0.12	17	29	40.5
Samhwa Grinite	2.59	2,400	4,590	409	55.0	0.24	22	63	47.8

의해서 이루어진다. 암반분류의 경우 RMR(Beniawski, 1976, 1989)과 Q-system(Barton et al., 1974) 같은 방법이 가장 널리 사용되며, 사면의 경우는 SMR(Romana, 1985, 1988)이 많이 사용되고 있다. 최근에는 사용의 간편성과 현지 암반 물성의 산출에 사용되는 GSI(Hoek et al., 1998)도 많이 활용되고 있다. 수치해석을 위한 입력물성산정과 사면의 안정성 평가를 위해 시추코어를 대상으로 RMR 평가를 그리고 사면에서 각 조사구역별로 RMR 및 GSI에 의한 암반평가를 실시하였다 (Table 5).

시추코어에서는 지하수 판단이 곤란하기 때문에 모두 건조상태로 가정하였고, 불연속면의 길이는 현장암반과 같은 조건의 10~20 m를 선택하여 암반평가를 실시한 결과, 약간의 편차를 보이고 있지만 세 암종 모두 평균 RMR이 약 60점으로 양호한 암반 상태를 나타내고 있다. 양호한 석회암 암반의 RMR 값은 55에서 86까지의 범위의 값을 가지며 평균은 71 정도로 양호한 암반 상태를 나타내며, 시추코어를 대상으로 한 RMR 값과 비슷한 값을 보이고 있다. 그러나 연약대들의 RMR 값은 28에서 47로 평균 36정도의 불량한 암반 상태를 나타내고 있다.

GSI 역시 양호한 암반에서는 55~80으로 평균 70 정도로 조사되었으나, 연약대들은 17~43으로 평균 26정

도로 평가되었다. 이 값은 RMR 값에 의해 추정된 추정 GSI 값 66과 31과는 약간의 차이를 보이며, 양호한 암반은 GSI 값이 낮게 불량한 암반은 크게 나타나고 있음을 볼 수 있다. 추정 GSI 값은 RMR 값을 이용하여 Hoek 외(1998)의 식을 이용한 것이다.

RMR 암반평가에서 지하수의 상태에 따른 평점은 15 점(전체15%)으로 암반의 안정성에 영향을 크게 미치고 있음을 알 수 있다. 이러한 지하수의 유출이 연약대 주변에서 관찰되며, 이는 석회암반 내에 존재하는 자연공동의 존재와 관련된 것으로 추정된다. 따라서 잔벽처리에서 지하수 배수공의 시공으로 지하수의 영향을 줄여 줄 필요가 있다.

#### 4. 최종 잔벽 사면의 안정성 평가

##### 4.1 평사투영법에 의한 안정성 평가

평사투영법을 사용한 사면 안정성 평가는 조사현장에서 관찰할 수 있는 불연속면들과 암반사면의 방향과 경사에 따른 사면의 안정성을 도식적으로 분석하는 방법으로, 불연속면들과 사면의 기하학적인 형태를 2차원의 평면상에 표시하여 사면의 안정성을 분석할 수 있다. 현재 조사사면의 전체 경사각은 30°전후이고, 각 소단

Table 5. Value of RMR and GSI measured in each survey sector

	Rock type	RMR	GSI	Remark
Slope	Hard rock	71 ± 11	70 ± 15	Estimated GSI : 66
	Weak zone	36 ± 8	26 ± 14	Estimated GSI : 31
Core sample	Limestone	68 ± 8	63 ± 8	Estimated GSI : according to Hoek et al. (1998) correlation
	Myobong Formation	61 ± 10	56 ± 10	
	Samhwa Grinite	60 ± 22	55 ± 22	

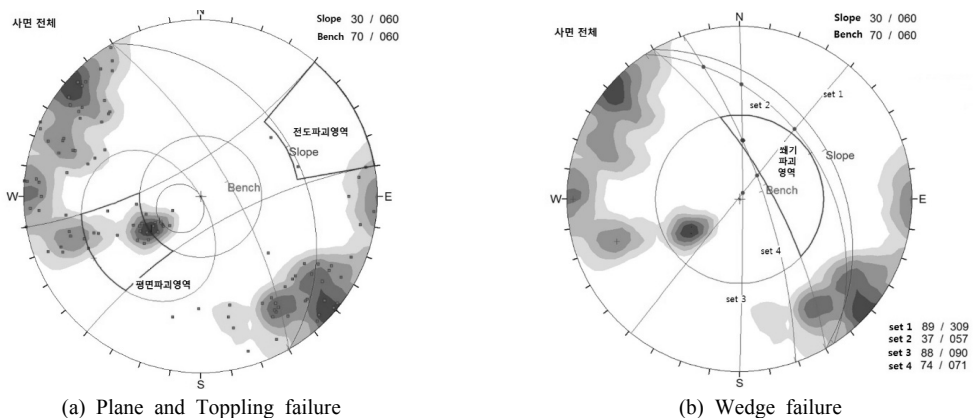


Fig. 6. Analysis of stability of final pit slope by stereographic projection method

의 벤치경사각은 70°이다. 현장에서는 최종사면의 설계를 광체를 최대한 회수하기 위해 광체의 각도와 같은 30°로 계획하고 있고 벤치는 70°로 계획하고 있어 전체 사면각과 벤치 경사각에 대해 평사투영에 의한 안정성 해석을 실시했다. 이 석회암반의 절리전단면의 내부마찰각이 37.6°이기 때문에 내부마찰각보다 낮은 사면각 30°는 평면파괴 해석에서 별 의미가 없다. 따라서 전체 사면 규모에서의 평면파괴는 일어나지 않는다. 그러나 각 소단의 벤치 규모에서는 set 2의 층리와 set 4에 의한 평면파괴가 일어날 수 있다(Fig. 6(a)). 전도파괴영역에는 불연속면의 극점이 분포하지 않아 전도파괴가 발생할 가능성이 없다고 판단되며, 썩기파괴 또한 경사가 30°인 전체사면 규모에서는 발생할 가능성이 없지만, 각 소단의 벤치규모에서 set 3과 set 4의 절리군에 의해 생성되는 블럭들이 미끄러질 가능성이 있다(Fig. 6(b)).

**4.2 SMR에 의한 안정성 평가**

사면에서의 암반분류법으로 많이 사용되고 있는 SMR (Slope Mass Rating)은 사면의 안정성을 평가하는 경험적인 방법으로 앞서 언급한 RMR을 근거로 사면의 안정성과 관련 있는 요소들로 보정하는 방법이다(Romana, 1985, 1988). RMR 분류법은 사면에 적용하기가 곤란하여 RMR의 5가지 평가요소 외에 불연속면 및 사면의

방향성과 관련된 3가지 요소와 굴착과 관계된 요소로 보정하여 사면에서 안정성을 평가하는 방법인 SMR 분류법이 사용된다. 전자의 3가지 보정요소는 불연속면 및 사면의 주향의 관계 F1, 평면파괴와 관련된 불연속면의 경사각 F2, 사면의 경사각과 불연속면의 경사각과의 관계 F3이 있으며, 후자는 사면의 굴착방법과 관련된 보정요소 F4가 있다(Table 6). SMR 값은 다음 식 (1)을 이용하여 산출한다.

$$SMR = R_{basic} + (F_1 \times F_2 \times F_3) + F_4 \quad (1)$$

각 조사구역의 RMR 값과 불연속면의 자료를 이용하여 구한 SMR 값은 Table 7과 같다. F4 보정요소는 현재사면의 경우, 과발파에 의한 암반의 손상이 심하여 -8로 설정을 하였고, 최종사면은 앞으로 프리스프리티팅에 의한 발파를 고려하여 10을 적용하였다. 현재사면의 상단부 SMR 값은 61에서 74의 값으로 모두 II 등급에 속하나 하단부는 본래의 RMR 평점이 낮기 때문에 보통 암반인 III 등급으로 평가되었다. 그러나 최종사면에서 프리스프리티팅 발파를 적용한다면 하단부 또한 II 등급으로 바뀌어 암반의 안정성이 향상되고 그에 따른 지보 대책도 경감될 수 있을 것이다(Fig. 7).

**Table 6.** Adjustment Rating for methods of excavation (Romana, 1985)

Method	Natural Slope	Presplitting	Smooth blasting	Normal blasting or mechanical	deficient blasting
F4	15	10	8	0	-8

**Table 7.** Value of SMR in each survey sector

Survey sector	RMR	F1x2x3	Current slope			Final pit slope		
			F4	SMR	Class	F4	SMR	Class
UL-1	73	-4	-8	61	II	10	79	II
UL-2	85			73	II		91	I
UR-1	86			74	II		92	I
UR-2	86			74	II		92	I
UR-3	84			72	II		90	I
LL-1	60	-5		47	III		65	II
LL-2	59			46	III		64	II
LL-3	65			52	III		70	II
LL-4	61			48	III		66	II
LL-5	70			57	III		75	II
BL	77		64	II	82	I		
BR	55		42	III	60	II		

4.3 수치해석에 의한 안정성 평가

4.3.1 암반물성 결정

실내시험값은 암반 내 불연속면 등을 포함하지 않은 무결암 시료에 대한 물성이므로 현지 암반에 대한 수치해석의 입력 물성으로 사용하기 위해서 현지 암반특성을 고려한 보정이 필요하다. 따라서 지반물성 산정을 위해 실내 시험결과와 현장에서 수행된 암반평가 및 시험치를 분석하였다. 현지 암반의 물성을 결정하기 위해서 실내시험으로 측정된 암석물성(Table 4)과 RMR 및 GSI와의 지반정수 관계식(Nicholson & Bieniawski, 1990, Hoek et al., 1995, Hoek & Diederichs, 2006,

Hoek, 2007)을 사용하여 암반의 변형계수와 강도정수를 산정하였다. 보수적인 암반물성 값을 결정하기 위해 석회암의 경우 가장 암반상태가 불량한 GSI 값 55를 이용하여 암반물성을 산정하였다. 그리고 현재사면은 과발파에 의해 암반이 교란(D=1)되어 있고, 최종의 잔벽사면은 제어발파나 기계식 굴착으로 사면을 재굴한다는 조건(D=0.7)에서 암반물성을 결정하였다(Table 8, Fig. 7). 사면복구를 위한 복토층의 물성 또한 기존 문헌 및 적용사례, 경험식 등을 토대로 단위중량은 1.9 ton/m<sup>3</sup>을 적용하였으며, 복토가 목적인 점을 고려하여 점착력으로 0.03 MPa을 적용하였다. 사면 안정성 평가를 위해 최종적으로 수치해석에 적용한 암반물성은 Table 9와 같다.



Fig. 7. Comparison between the results achieved by pre-splitting blasting (left) and normal blasting (right) for a surface excavation (Hoek & Brown, 1997).

4.3.2 해석 위치 및 해석 단면

사면 안정성 평가를 위한 대표 단면은 사면의 높이와 지질 조건 등을 고려하여 선정하였고, 지층 구성은 2008년 한국광물자원공사(2009)에서 수행한 시추결과 보고서와 현장조사에 근거하여 추정된 결과를 이용하여 현재사면과 향후 채광이 완료된 시점의 최종 잔벽사면을 대상으로 건기와 우기 조건에 대해 검토하였다. 지반조건의 불확실성이 상존하므로 최악 조건의 안전 측면에서 검토가 될 수 있도록 우기 조건에서 지하수가 원지반이 완전히 포화되는 것으로 가정하였다. 복토층은 시공 시 다짐이 충분히 수행되고 현재 수목이 존재하는 점 등을 고려하여 안정성 평가 영역에서 제외하

Table 8. Estimated rock parameters based on the failure criterion

Rock type	Hoek-Brown Classification and criterion						Mohr-Coulomb		Rockmass parameters			
	GSI	D	mi	mb	s	a	c (Mpa)	Ø(o)	T <sub>s</sub> (Mpa)	C <sub>s</sub> (Mpa)	Em	
Limestone	55	1	12	0.482	0.0006	0.504	1.43	33.5	0.14	2.8	3,728	
Limestone	55	0.7	12	1.012	0.0015	0.504	1.89	39.6	0.18	4.6	6,127	
Myobong Formation	56	0	11	2.285	0.0075	0.504	8.17	33.1	0.48	12.4	18,192	
Samhwa Granite	55	0	32	6.415	0.0067	0.504	30.81	42.1	0.43	32.9	22,455	

Table 9. Geotechnical properties used in numerical analysis

	Unit weight (ton/m <sup>3</sup> )	Poisson's Ratio	Cohesion (MPa)	Friction angle (°)	Deformation Modulus (MPa)
Overburden soil	1.90	0.35	0.03	30.0	20
Limestone	current slope	2.74	0.18	1.43	3,728
	final pit slope	2.74	0.18	1.89	6,127
Myobong Formation	2.75	0.12	8.17	33.1	18,192
Samhwa Granite	2.59	0.24	30.81	42.1	22,455

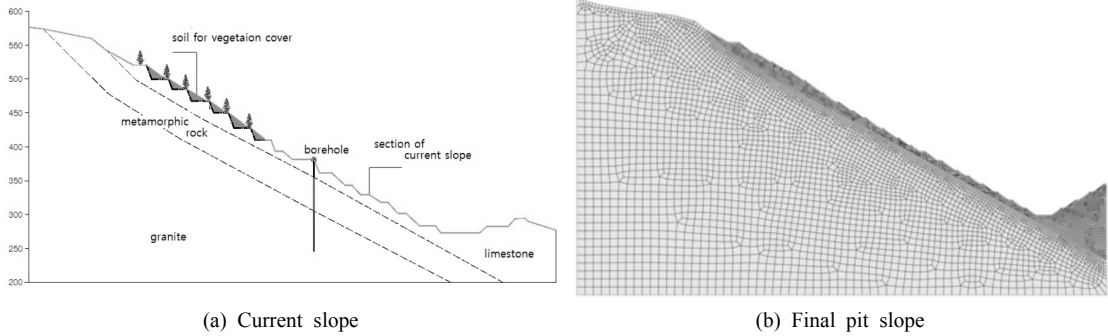


Fig. 8. Numerical model for the stability analysis

Table 10. Results of stability analysis for the current and final pit slope

Slope	Factor of safety		Results
	Dry season	Wet season	
Current slope	7.34 (F.S.>1.5)	6.64 (F.S.>1.2)	Stable
Final pit slope	7.43 (F.S.>1.5)	7.00 (F.S.>1.2)	Stable

고 수치모델에서는 하중으로만 작용하도록 구성하였다. 970 m(가로)×550 m(세로) 크기로 해석 단면을 모델링 하였으며 해석모델의 인위적 경계로 인한 영향을 배제 하기 위해 사면의 상하부 지반을 원거리까지 충분히 모사하였다(Fig. 8).

4.3.3 최종 잔벽 사면의 안정성 평가

수치해석을 이용한 안정성 검토에는 유한요소해석 프로그램인 MIDAS GTS Ver.4.4.0과 강도감소법을 이용 하였다. Dawson 외(1999)가 제안한 강도감소법은 사면, 터널 등 지반 구조물의 안전율을 분석할 수 있는 기법으로 한계평형법과 달리 파괴면의 위치나 형상, 각 절편에 작용하는 힘에 대한 별도의 가정이 필요하지 않으며 사면의 파괴형상은 최대 전단변형률 분포에서 확인할 수 있다. 해석결과, 현재사면과 최종사면 모두 건기와 우기시 안전율이 기준 안전율보다 크게 평가되어 사면파괴가 발생하지 않는 것으로 검토되었다(Table 10). 그리고 해석상 파괴가 일어나지 않지만 파괴가 발생한다고 가정하고 최대 전단변형률과 변위 분포를 토대로 사면의 활동면 위치를 예상해보면 2007년 복구가 완료된 지역(사면 ①~⑥단)의 상하부 지점과 석회암과 모퉁층의 지반 경계 부분이 될 것으로 예상된다(Fig. 9).

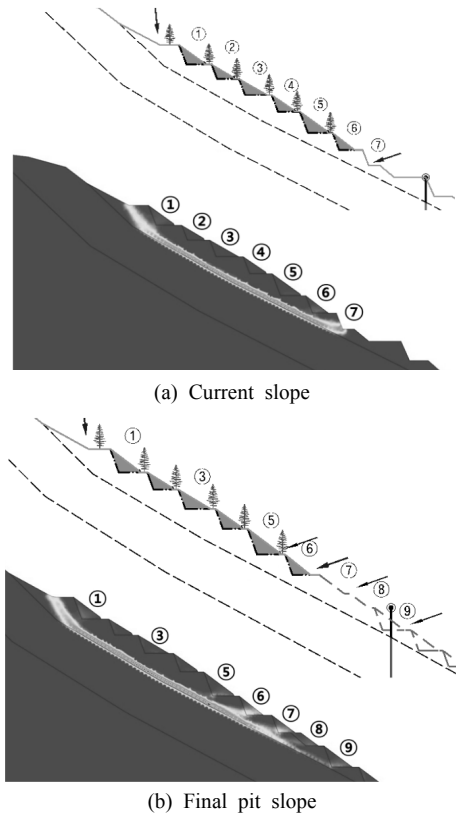


Fig. 9. Result of numerical analysis in wet season (max. shear strain)

5. 결과 및 검토

1. 석회암은 모든 강도 시험에서 전반적으로 경암으로 판단할 수 있다. 현지암반을 대상으로 한 RMR과 GSI 평가 또한 일부 연약대 구간을 제외하고는 양호



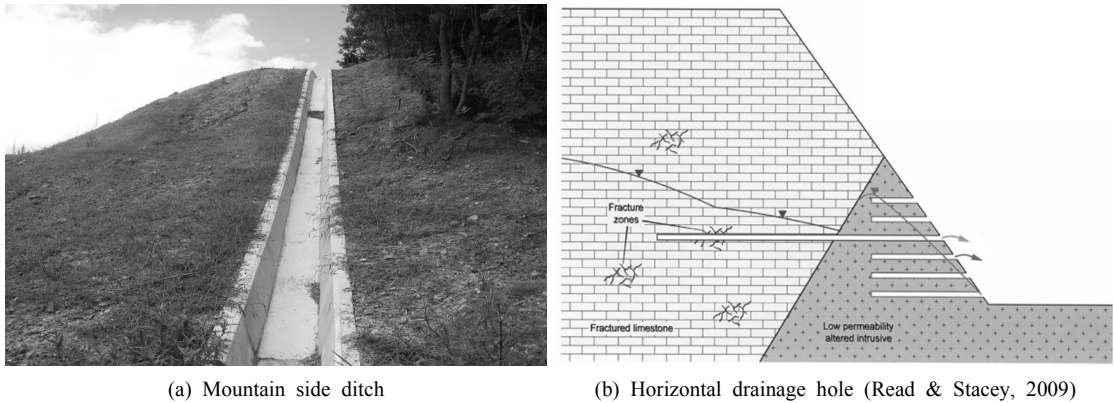


Fig. 10. Remedial methods for slope stabilization

- 한 암반상태로 조사되었다.
2. 평사투영에 의한 안정성 평가 결과, 내부마찰각이 전체사면 경사각보다 크기 때문에 평면파괴는 일어나지 않으며 각 소단의 벤치 규모에서 층리와 set 4의 절리군에 의한 평면 파괴의 가능성이 있으며, 전도파괴의 가능성은 없는 것으로 판단된다. 그러나 썩기파괴는 벤치 규모에서 set 3과 set 4의 절리군에 의해 가능성이 있다.
  3. SMR 분류에 의한 안정성 평가 결과, 현재사면의 상단부는 II 등급, 하단부는 대부분 III 등급으로 분류되지만, 최종 잔벽사면의 작업에서 프리스플리팅 발파와 같은 조절발파를 사용한다면 상단부는 거의 I 등급의 암반으로 그리고 하단부는 II 등급으로 바뀔 수 있다. 따라서 최종사면의 마무리 작업의 방법에 따라서 암반의 안정성이 향상되고 그에 따른 지보대책도 경감될 수 있다. 따라서 마지막 사면의 정리작업은 반드시 조절발파방법을 사용할 것을 권장한다.
  4. 수치해석 결과, 해석에 사용된 암반물성을 암반의 평균값이 아닌 최소값을 사용하였음에도 불구하고 현재사면과 최종사면 모두 영구 사면의 허용 안전율 1.5보다 큰 안전율을 가지기 때문에 사면 파괴가 발생하지 않는 것으로 검토되었다. 만약 파괴가 발생한다면 파괴 예상선은 석회암과 묘봉층의 경계 부분이 될 것으로 예상된다. 따라서 경계 부분이 되는 소단 하부에 폭이 큰 berm을 설치한다면 안정성을 높일 수 있다고 판단된다.
  5. 사면 내 연약대를 통한 지표수 유입이나 지하수의 영향으로 사면의 전단강도가 약화되거나 하중이 증가되어 사면의 파괴가 부분적으로 발생할 수 있다. 이를 방지하기 위해 연약대의 사면(벤치)정상부에

- 콘크리트를 도포하거나 점토로 다짐을 실시하여 지표수의 유입을 방지할 것을 추천한다. 상부에 산마루층구 등을 시공하여 사면으로 지표수 유입 및 풍화의 축진을 막을 수 있다(Fig. 10(a)). 그리고 현재 사면에서 부분적으로 일어나고 있는 지하수 유출은 전체적인 지하수위에 의한 것이라기보다 사면 배후에 존재하는 작은 공동들에 의한 지하수 유출일 가능성이 크다. 따라서 부분적으로 사면배후의 공극수압을 완화시키기 위해 수평배수공을 설치하는 것도 고려해 볼 수 있다(Fig. 10(b)).
6. 결론적으로 최종 잔벽사면 전체규모에서의 사면파괴는 예상되지 않지만, 벤치 규모에서의 사면파괴는 항상 존재할 수 있으므로 앞에서 제안된 국부적인 대책들을 권장한다. 그리고 현장에서 산리복구차원으로 각 벤치소단마다 법면 앞에 법면의 1/2정도를 점토층으로 피복하고 식수를 계획하고 있어, 이 피복층은 수치해석상에서 하중으로 계산된 바가 있어 사면안정에는 영향을 주지 않는 것으로 판단되며, 벤치 berm 상에서 폐석으로 옹벽을 쌓고 법면에 점토층을 피복한다면 벤치의 안정성에 좋은 영향을 줄 것으로 판단된다.

사 사

본 연구는 한국지질자원연구원 국가연구개발사업인 ‘녹색성장형 광산개발을 위한 시설물 갱내화 및 환경 모니터링 기술개발’의 일환으로 수행되었습니다. 이 연구를 위해 현장에서 도움을 주신 S광산의 소장님과 담당 직원 여러분께 감사드립니다.

## 참고문헌

1. 정용복, 선우춘, 이종범, 임동규, 2007, 노천석탄광산내 대규모 암반사면 안정성 해석, 2007 한국암반공학회 특별심포지움, 409-418.
2. 한국광물자원공사, 2009, 쌍용동해(석회석)광산 시추결과 보고서.
3. Barton, N., Lien, R. and Lunde, J., 1974, "Engineering Classifications of Rock Masses for the Design of Tunnel Support", *Rock Mech.*, 6, 189-236.
4. Bieniawski, Z.T., 1976, "Rock Mass Classification of Jointed Rock Masses", *Exploration for Rock Engineering*, Johannesburg, 97-106.
5. Bieniawski, Z.T., 1989, *Engineering Rock Mass Classifications*, John Wiley & Sons., 251.
6. Dawson, E.M., Roth W.H. and Drescher, A., 1999, Slope stability analysis by strength reduction, *Geotechnique*, 49, 835-840.
7. Gedney, D. and Weber, W., 1978, Design and construction of soil slopes, TRB special report 176, 172-191.
8. Hansen, J.B., 1967, The philosophy of foundation design: design criteria, safety factors and settlement limits, *Proceedings of the symposium on bearing capacity and settlement of foundations*, Duke University, Durham, North Carolina, 9-13.
9. Hoek, E. and Brown, B.T., 1997, Practical Estimates of Rock Mass Strength, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 34, 8, 1165-1186.
10. Hoek, E., Kaiser P.K. and Bawden, W.F., 1995, Support of underground excavations in hard rock, Balkema, Rotterdam, 215.
11. Hoek, E., Marinos, P. and Benissi, M., 1998, Applicability of the geological strength index (GSI) classification for very weak and sheared rock masses-The case of Athens Schist Formation, *Bull Eng Geol Env.*, 57, 151-160.
12. Hoek, E. and Diederichs, M.S., 2006, Empirical estimation of rock mass modulus, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 43, 203-215.
13. Hoek, E., 2007, *Practical rock engineering*, Roscience, Toronto, 17.
14. Lee, Sang-eun and Jang, Yoon-ho, 2010, Stability Assessment of the Slope at the Disposal Site of Waste Rock in Limestone Mine, *Journal of Korean Society for Rock Mechanics*, 20, 6, 475-490.
15. Meyerhof, G.G., 1970, Safety factors in soil mechanics, *Canadian Geotechnical Journal*, 7, 4, 349-355.
16. NAVFAC, 1971, Design manual: soil mechanics, foundations, and earth structures, NAVFAC, DM-7, Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command, Alexandria, VA.
17. Nicholson, G. and Bieniawski, Z.T., 1990, A non-linear deformation modulus based on rock mass classification. *International Journal of Mining & Geological Engineering*, 8, 181-202.
18. Priest, S.D. and Brown, E.T., 1983, Probabilistic stability analysis of variable rock slopes, *Transactions of Institution of Mining and Metallurgy, Section A: Mining Industry*, 92, A1-12.
19. Read, J. and Stacey, P., 2009, Guidelines for open pit slope design, Netherlands, CRC Press/Balkema, 224.
20. Romana, R.M., 1985, New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes, *Proc. Int. Symp. on the role of rock mechanics*, Zactecas, 49-53.
21. Romana, R.M., 1988, Practice of SMR classification for slope appraisal, *Proc. Int. Symp. on Landslides*, Lausanne, Balkema, Rotterdam, 1227-1229.
22. SAICE, 1989, Code of practice: lateral support in surface excavations, South African Institution of Civil Engineers, Geotechnical Division.
23. Sowers, G.F., 1979, *Introductory soil mechanics and foundations*, geotechnical engineering, Macmillan, New York.
24. Sunwoo, Choon, Choi, Yo-Soon, Park, Hyeong-Dong and Jung, Yong-Bok, 2007, Drainage Control and Prediction of Slope Stability by GIS-based Hydrological Modeling at the Large Scale Open Pit Mine, *Journal of Korean Society for Rock Mechanics*, 17, 5, 360-371.



### 선우 춘

1978년 서울대학교 공과대학 자원공학과 공학사  
 1984년 서울대학교 대학원 자원공학과 공학석사  
 1985년 Paris VI 대학(France) DEA  
 1988년 Paris VI 대학 지구구조학과 (France) 공학박사  
 Tel: 042-868-3235  
 E-mail: sunwoo@kigam.re.kr  
 현재 한국지질자원연구원 지구환경연구본부 책임연구원



### 이윤수

2010년 경북대학교 자연과학대학 지질학과, 이학사  
 Tel: 053-950-5354  
 E-mail: ikari01@naver.com  
 현재 경북대학교 지질학과 대학원 석사과정



### 김현우

1997년 서울대학교 공과대학 자원공학과 공학사  
 1999년 서울대학교 대학원 자원공학과 공학석사  
 2012년 서울대학교 대학원 지구환경시스템공학부 공학박사

Tel: 042-868-3243  
 E-mail: hyunwoo.kim@kigam.re.kr  
 현재 한국지질자원연구원 지구환경연구본부 박사후연수자



### 이병주

1975년 경북대학교 자연과학대학 지질학과, 이학사  
 1977년 경북대학교 대학원 지질학과, 석사  
 1988년 프랑스 Orleans대학 지구과학과, 박사

Tel: 042-868-3042  
 E-mail: bjlee@kigam.re.kr  
 현재 한국지질자원연구원 지구환경연구본부 전문연구원